

고층 철근콘크리트 건축구조모델의 지진응답에 대한 해석적 모사

Analytical Simulation of the Seismic Response of a High-Rise RC Building Model

이한선¹⁾ · 이정재²⁾ · 정동욱³⁾

Lee, Han-Seon · Lee, Jeong-Jae · Jung, Dong-Wook

국문 요약 >> Taft N21E 지진파를 사용하여 1:12 축소된 모델로 여러번의 진동대 실험을 저층부 2개층에 비틀림과 연층을 가지는 17층 고층 철근콘크리트 건물에 대해 지진 거동을 조사하기 위해 수행했다. 이 거동의 주요 특징은 (1) 연약 골조가 거대한 비탄성 변형을 받은 후 변형이나 비틀림에서 비틀림 모드까지 현저한 진동의 갑작스런 변화, (2) 이러한 모드 변화에 따른 비틀림 강성의 갑작스런 증가, (3) 비틀림 모드에서 월의 요곡(warping) 거동, 그리고 (4) 진동대 거동의 반대 방향에만 생기는 전도모멘트 양상을 보여주었다. 본 연구에서는 이러한 성과를 Perform3D라는 비선형 해석 프로그램을 사용하여 위 특성을 모사하기 위해 노력하였다. 이 소프트웨어에서 가용한 비선형 모델과 함께 그의 장점과 단점을 해석 및 실험 결과의 비교를 통해 제시하였다.

주요어 비정형성, 철근콘크리트건물, 진동대 실험, 비선형해석

ABSTRACT >> A series of shaking table tests were conducted on a 1:12 scale model using scaled Taft N21E earthquake records to investigate the seismic performance of a 17-story high-rise reinforced concrete building structure with a high degree of torsional eccentricity and soft-story irregularities in the bottom two stories. The main characteristics of the behaviors were: (1) a sudden change of the predominant vibration mode from the mode of translation and torsion to the torsional mode after the flexible side underwent a substantial inelastic deformation; (2) an abrupt increase in the torsional stiffness during this change of modes; (3) a warping behavior of the wall in the torsional mode; and (4) a unilateral overturning moment in the transverse direction to the table excitations. In this study, efforts were made to simulate the above characteristics using a nonlinear analysis program, *Perform3D*. The advantages and limitations are presented with the nonlinear models available in this software, as they are related to the correlation between analysis and test results.

Key words irregularity, RC building, shaking table test, nonlinear analysis

1. 서론

근래 세계적으로 지진 공학의 발전에 의해 성능 기반 설계가 정착 단계에 이르게 되었다. 이에 따라 요구되는 성능 또는 취약 부위의 파악을 위해 비선형 해석을 수행하여야 할 경우가 많아지게 되었다. 따라서 본 연구의 목적은 기 수행한 진동대 실험 결과와 비선형 해석프로그램을 이용한 해석 결과를 비교함으로써 해석 프로그램의 신뢰성을 검토하는 것이다.

2. 진동대 실험을 위한 구조물의 선정 및 설계

먼저 우리나라에서 현재 건설되고 있는 주상복합 건물에 대한 사례를 조사하여, 하부 골조는 양방향 2층 2경간으로 구성되고, 상부 벽식부분은 15층으로 이루어진 건축물을 대상건물로 선정하였다. 이 대상 구조물이 한국의 일반적인 주상복합 건물이라 가정하였고, 건축물 하중 기준 및 해설(대한건축학회, 2000)⁽³⁾에 따라 설계하였으며 지진력은 등가항력법에 따라 결정하였으며, 그 값은 아래와 같다.

¹⁾ 정희원·고려대학교 건축사회환경공학과 교수
(대표전자: hslee@korea.ac.kr)

²⁾ 정희원·고려대학교 건축사회환경공학과 석사과정

³⁾ 고려대학교 건축사회환경공학과 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2008년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 4. 7 / 수정일 : 2008. 8. 27 / 게재확정일 : 2008. 8. 28)

$$V = C_s \times W = \left(\frac{A I_E C}{R} \right) W = (0.048) \times (23,770) = 1,135 \text{ kN} \quad (1)$$

$$C = \frac{S}{1.2 \sqrt{T}} = 0.868 \text{ s} \quad (2)$$

$$T = 0.0488 (h_n)^{3/4} = 0.920 \text{ s} \quad (3)$$

여기서, V 는 밀면 전단력, C_s 는 지진 계수, h_n 은 건물의 높이, W 는 건물의 중량이고, 지역계수(A)는 0.11, 중요도계수(I_E)는 1.5, 지반계수(S)는 1.0을 각각 적용하였으며, 고유주기(T)는 기타구조의 고유주기 산정식을 사용하였다.

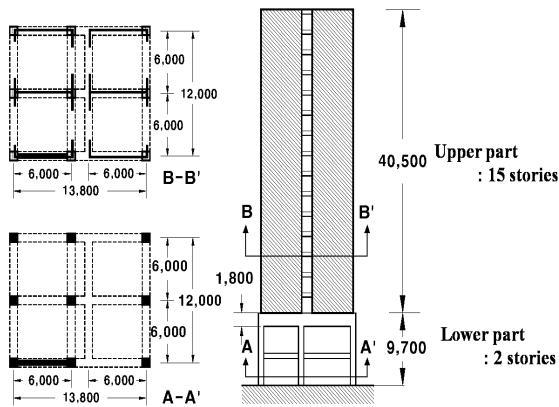
지진과 가력 방향과 평행한 방향으로 저층부 골조 중에서 전단벽이 있는 외부 골조를 강성 골조(Stiff Frame), 없는 외부 골조를 연약 골조(Flexible Frame)라고 정의한다.

대상 구조물의 비정형성은 우리나라 건축물 하중 기준에 따라 평가되었으며 그 결과는 표 1과 같다. 이 표에서 대상 건축물은 강성, 강도 및 비틀림 비정형성을 가진 것으로 나타났다.

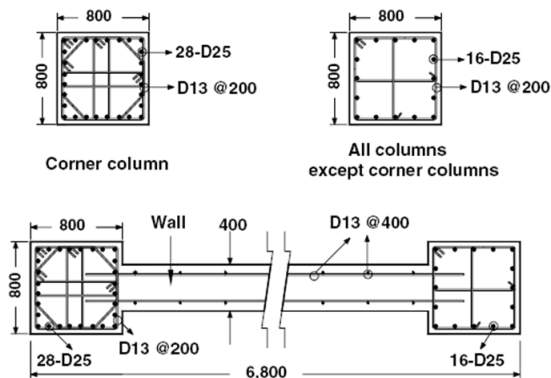
2.1 모델 실험체 및 실험장치

진동대의 성능을 고려하여 실험체의 축소율을 1:12로 하였으며, 진동대에 사용된 상사성의 원리⁽⁴⁾는 표 2와 같다.

그리고 그림 3은 축소 모델에 대한 계측 장치 및 부가 질량 등의 상세를 나타내고 있으며, 그림 4와 같이 진동대 실험을 수행하였다. 실험체 제작, 상사성의 원리 및 세팅에 대한 보다 자세한 사항은 참고문헌^{(2),(5),(6)}에 언급되어 있다.



〈그림 1〉 실물크기 표본 건축 구조물



〈그림 2〉 실물크기 표본 건축 구조물의 하부 골조 상세

〈표 1〉 실험체의 비정형성 평가

Irregularity	Criteria	Evaluation at lower storeys
Stiffness irregularity	$\frac{k_i^*}{k_{i+1}^*} < 0.7,$	$\frac{k_2}{k_3} = 0.43 < 0.7,$
	$\frac{\Delta_i^\ddagger}{\Delta_{i+1}^\ddagger} > 1.3$	$\frac{\Delta_2}{\Delta_3} = 4.65 > 1.3$
Discontinuity in capacity	$\frac{F_i^\dagger}{F_{i+1}^\dagger} < 0.8$	$\frac{F_2}{F_3} = 0.40 < 0.8$
Torsional irregularity	$\frac{\delta_{\max}^\S}{\delta_{\text{avg}}^\S} > 1.2$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{avg}}} = 1.72 > 1.2$ (at transfer floor)

* Storey lateral stiffness at i th storey.

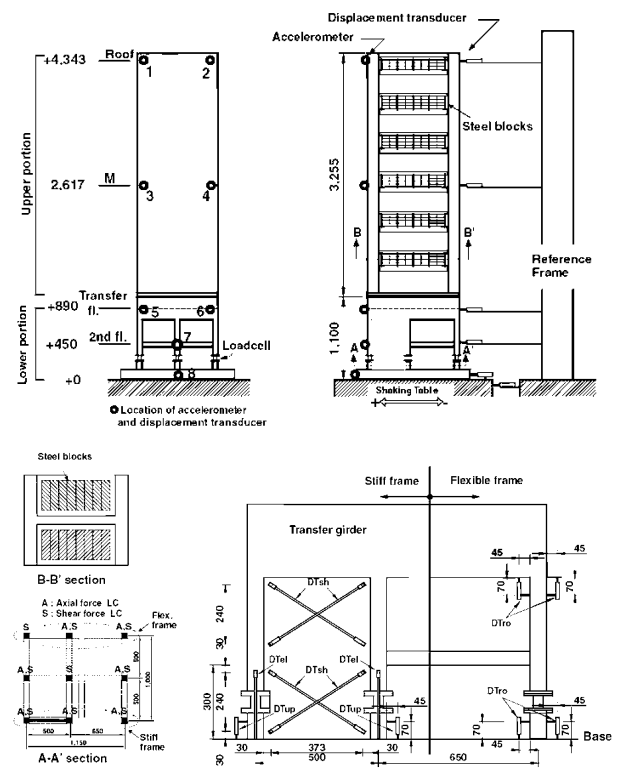
† Storey lateral capacity at i th storey.

‡ Interstorey drift at i th storey.

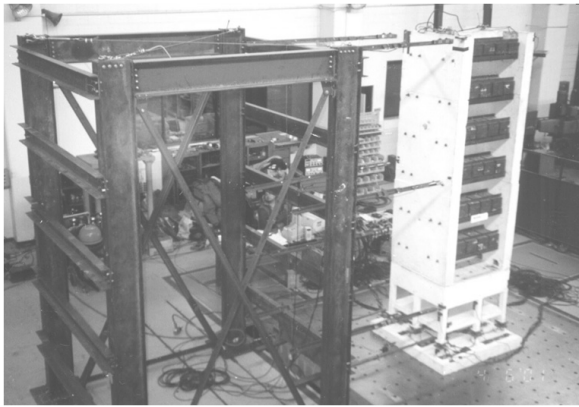
§ Maximum and average displacements at the critical floor.

〈표 2〉 상사성의 원리에 의한 축소 비율

Item	Dimension	True replica model	Modified replica model
Length, l	L	1/12	1/12
Area, A	L^2	1/144	1/144
Mass, M	M	1/144	1/288
Force, F	MLT^{-2}	1/144	1/144
Acceleration, \ddot{x}	LT^{-2}	1	2
Frequency, f	T^{-1}	$\sqrt{12}$	$\sqrt{24}$
Time, t	T	$1/\sqrt{12}$	$1/\sqrt{24}$



〈그림 3〉 진동대실험을 위한 실험체 및 계측 장치



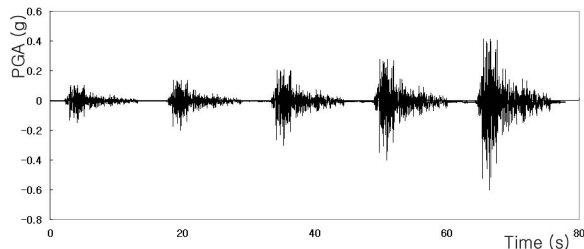
〈그림 4〉 실험 전경

지진모의 실험에 사용된 지진파는 Taft N21E 성분이며, 입력지진파의 최대 가속도 크기는 해당 지진의 수준에 따라 달리 적용하여 6회의 실험을 수행하였고 표 3에 나타나있다. 시간축은 상사성의 원리⁽⁴⁾에 따라 $1/\sqrt{2}$ 로 압축하였으며, 그림 3에는 첫 번째 실험을 제외한 나머지 5개 실험에서 실제 진동대에서 계측된 가속도 시간이력을 보이고 있고, 이를 해석에도 동일하게 사용하였다.

〈표 3〉 진동대 실험에 사용된 최대 지진가속도 및 의의

Test	PGA* (g)		Remark
	Model	Prototype	
Taft022	0.22	0.11	Design earthquake ($I_E = 1.0$)
Taft030	0.3	0.15	Design earthquake ($I_E = 1.5$)
Taft040	0.4	0.2	
Taft060	0.6	0.3	
Taft080	0.8	0.4	Design earthquake in a highly seismic region
Taft120	1.2	0.6	Maximum considered earthquake in a highly seismic region

*PGA : Peak Ground Acceration



3. 해석모델 수립

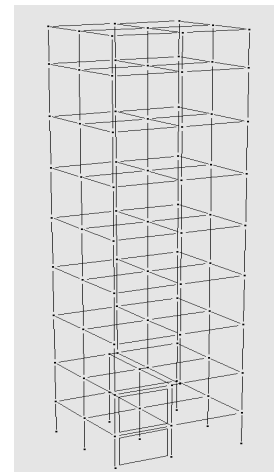
최근 성능 기반 내진 성능 평가 및 설계에 관한 기술이 정착 단계에 이르면서 미국에서도 특히 FEMA 356⁽⁷⁾ 및 ASCE/SEI 41-06⁽⁸⁾에 의한 기존 건축물의 내진 보수 보강 기준이 제시 되었고, FEMA 440⁽⁹⁾에서는 비선형 해석 특히

정적 해석시 고려해야 할 사항을 체계적으로 제안하게 되었다. 이러한 제반 기준 및 비선형 해석시의 지침에 대한 기술이 확립됨에 따라 실무자들의 비선형 해석 프로그램의 사용이 보다 빈번해지게 되었으며, 실제로 이러한 기준에 의해 내진 보수보강이 이루어지게 되었다. 이에 부흥하여 일반에게 무상으로 사용이 허용되었던 기존의 Drain·2DX⁽¹⁰⁾와 OPENSEES⁽¹¹⁾ 프로그램을 보다 더 FEMA 356 등 기준에 적합한 해석 결과를 주도록 보완하고, 해석 데이터의 입력과 출력시 보다 사용자 친화적이 되도록 시각적인 효과를 극대화한 상용 프로그램이 Perform3D이다.

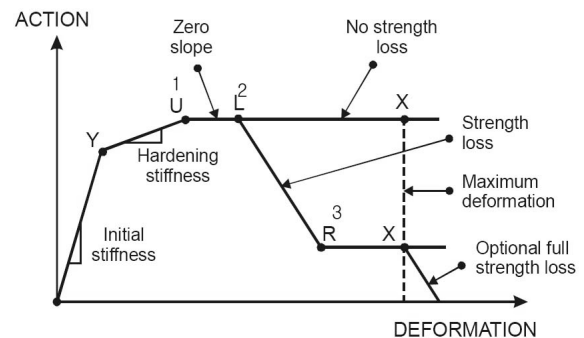
이 프로그램의 해석 데이터 입력은 입력창에서 전체 구조물의 절점의 정의, 구조 요소의 정의로부터 최종적으로는 하중의 적용에 이르기까지 일반 상용 프로그램과 동일하게 진행된다.

그림 6은 Perform3D에서 구조 요소의 일반적인 비선형 거동을 정의한 힘-변형 관계이다. 이 관계는 FEMA 356 등의 기존 내진 성능 평가 지침에서 제시한 거동 모델에 부합하는 것이기도 하며, 중요 지점을 Y, U, L, R, 및 X로 아래와 같이 정의하였다.

본 해석 모델에서는 Y, U, 및 X로 이루어진 3선 모델을



〈그림 5〉 전체 해석 모델



〈그림 6〉 비선형 해석프로그램의 힘-변형 관계

사용하였으며 L과 R은 적용하지 않았다. U, L, R은 때로는 1, 2, 3으로 본 프로그램에서 정의되었다.

구조 요소는 대체로 여러 개의 세부 요소(Component)로 이루어지며, 이 각 세부 요소는 실험 및 실제 구조 거동에서 나타난 선형 및 비선형 거동을 잘 묘사할 수 있도록 되어 있다.

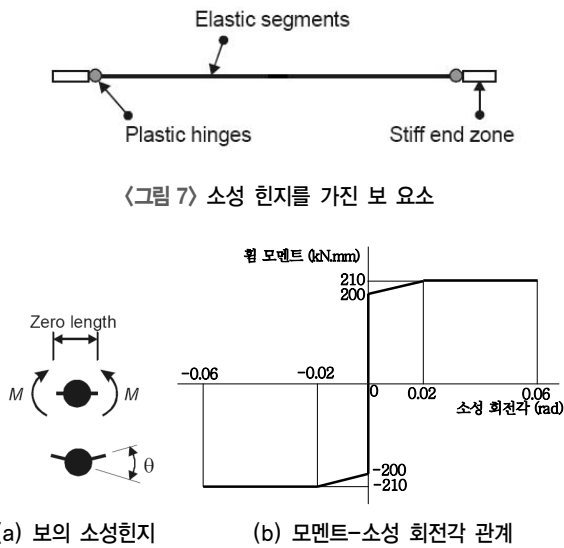
3.1 보 요소의 모델

보 요소는 그림 7에 나타난 것처럼 강성이 큰 접합 단부 요소, 주로 탄성적인 거동을 보이는 중앙부 탄성 세부 요소, 그리고 이들 사이에서 대부분의 비선형 거동을 나타내는 소성힌지 등 3개 세부 요소로 이루어져 있다.

여기서 소성 힌지란 그림 8 (a)에서 보듯이 모든 소성 변형이 한 위치, 즉 길이가 없는 하나의 스프링에서 일어나는 것으로 보고, 그에 따라 소성 힌지 회전각과 작용 모멘트의 관계를 설정하게 된다.

이 구조 모델에서는 모든 보 소성힌지의 모멘트-회전각 관계를 그림 8 (b)와 같이 하였다.

접합부와 관련해서는 단부 영역의 강성을 중앙 부위 강성의 10배로 모델하였다.



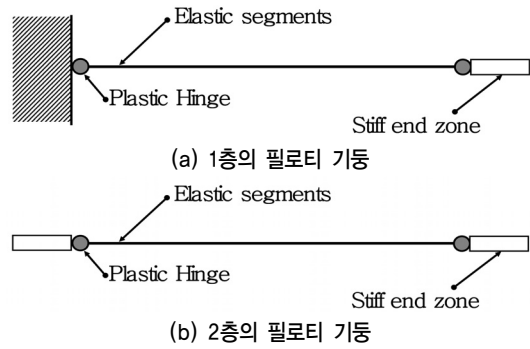
〈그림 8〉 소성힌지의 거동

3.2 기둥 요소의 모델

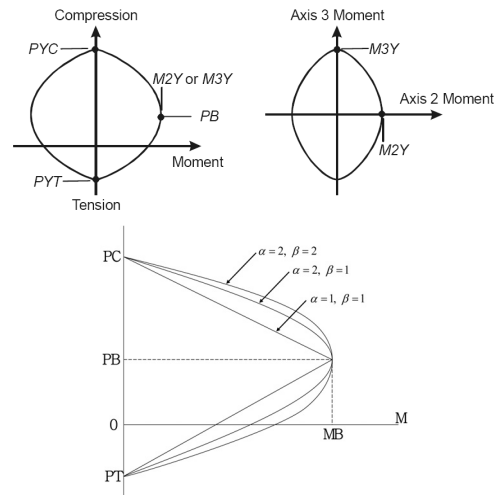
기둥 요소도 보 요소와 마찬가지로, 접합부 강성 요소, 힌지 요소, 및 중앙부 탄성 요소로 이루어 진다. 다만 그림 9에서 보는 것처럼 지상층 하부에는 바로 기초에 매립되므로 접합부 강성 요소(Stiff End Zone)가 없는 것으로 모델링하였다.

기둥의 소성힌지는 그림 10에서 보는 것과 같이 P(축력)-Mx(X축 모멘트)-My(Y축 모멘트)로 이루어진 상호 작용 다이어그램에 의해 항복 표면이 정의된다.

표 4의 값들은 3개의 점 즉 압축 항복점 PC(Compressive Yield Point), 인장 항복점 PT(Tensile Yield Point), 그리고 균형 파괴점에서의 압축 강도 및 항복 모멘트 PB(Compressive Strength and Yield Moment at Balanced Failure Point)를 나타내며, 참고문헌⁽¹²⁾에 의해 그 값들이 결정되었다. 표 5의



〈그림 9〉 소성 힌지를 가진 기둥 요소



〈그림 10〉 콘크리트 PMM 항복 표면

〈표 4〉 해석 모델과 실험 모델의 변수값 비교

		Prototype (kN, kN·mm)	1:12 Model (kN, kN·mm)
Column	PC	20,192	140
	PT	4,080	28
	PB	6,862/2,511,000	48 / 1,453
Column, Corner	PC	23,096	160
	PT	7140	50
	PB	6,809/3,165,000	47 / 1,832
Girder	Bending	362,880	210

〈표 5〉 기둥의 힘·변형 관계

State of Actions	PT	PC	PB
Deformation Type	Elongation (mm)	Shortening (mm)	Plastic Rotation (rad)
Deformation DU	2	0.5	0.05
Deformation DX	10	5	0.1

PT, PC와 PB의 힘·변형 관계는 그림 7과 표 5의 U와 X에 상응하는 DU와 DX의 변형값을 결정함으로써 정의할 수 있다.

이 단순화된 항복면의 등식은 식 (4)와 식 (5)에 의해 정의되며, 이 해석에서 사용된 α , β , 및 γ 의 값은 표 6에 주어 져 있다.

$$\left(\frac{M_2}{M_{YP2}}\right)^\gamma + \left(\frac{M_3}{M_{YP3}}\right)^\gamma = 1 \tag{4}$$

$$\left(\frac{P-P_B}{P_{Y0}-P_B}\right)^\alpha + \left(\frac{M}{M_{YB}}\right)^\beta = 1 \tag{5}$$

〈표 6〉 항복 표면 식의 α , β , γ

PB / PC		α	β	γ
Column	Column, Corner			
0.34	0.29	2	1.1	1.4

3.3 주기 반복 거동에 의한 강성 감소 모델

이 연구에 선행한 진동대 실험에서 골조의 경우 강성 저하 현상이 매우 뚜렷하였기 때문에 이 해석 연구에서는 이러한 현상을 모델하기 위해 해당 입력 자료를 표 7과 같이 주어서 해석을 수행하였다. 입력 수치에 대한 근거는 사실상 시행 및 오류에 의해 가장 실험 결과에 근접한 결과를 나타낸 것이며, 진동대 실험에 의한 실험 값은 콘크리트 고유 특성의 강성 감소이므로 적용할 수 없었다.

〈표 7〉 Cyclic Degradation for Column and Beam

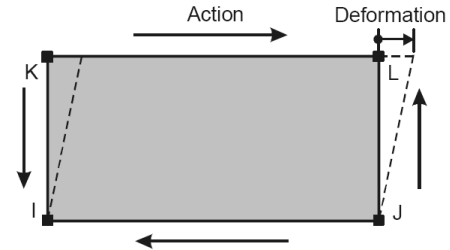
	Column		Beam	
	Axis 2,3 Deformation (Rad)	Energy Factor	Deformation (Rad)	Energy Factor
Y	-	0.35	-	0.4
1	0.005	0.25	0.005	0.3
2	0.01	0.2	0.02	0.15
3	0.04	0.15	0.04	0.1
X	-	0.05	-	0.05

3.4 벽체 모델

비선형 해석 프로그램상의 벽체 모델에는 일반 벽체, 전단 벽체, 그리고 끼움 판넬 요소 등의 세 가지가 있다.

본 해석에서는 끼움 판넬 요소를 해당 기둥 사이에 부가함으로써 벽체를 모델링하였다. 해당 모델이 그림 11에 나타나 있으며, 완전 탄소성 모델(Elastic Perfectly Plastic Model)을 사용하였으며, 벽체에 대한 강성은 기존 실험 연

구결과⁽¹³⁾에 나타난 하중-변위관계로부터 구하였으며, 계산 결과 초기 탄성 강성은 40kN/mm이고, 항복 강도는 80kN, 최대 변형은 5mm로 정의하였다.



〈그림 11〉 Infill Panel Shear Model

3.5 시간 이력 해석

지진 해석 이전에 중력 하중에 대한 해석을 우선 수행하여 중력 하중의 영향이 고려되도록 하였다.

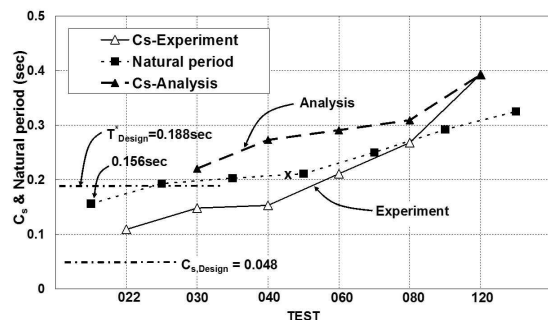
해석에 사용한 입력 지진의 총 시간은 78초이며, Taft030 부터 Taft120까지 진동대 가속도 이력을 연속하여 해석을 수행하였다. 이전 지진파에 의한 관성 거동이 완전히 소멸된 후, 즉 정적 상태에서 다음 지진파에 의한 거동이 일어나도록 해석을 수행하였다. 이렇게 함으로써 이전 해석에서 받은 손상이 그 다음 해석에서 고려되도록 하였다.

지진파에 의한 해석 시간 간격은 0.002초로 하고 데이터 출력은 5단계마다 수행하여 출력량의 과다를 피했다.

4. 실험과 해석 결과 비교

4.1 건물의 전체거동

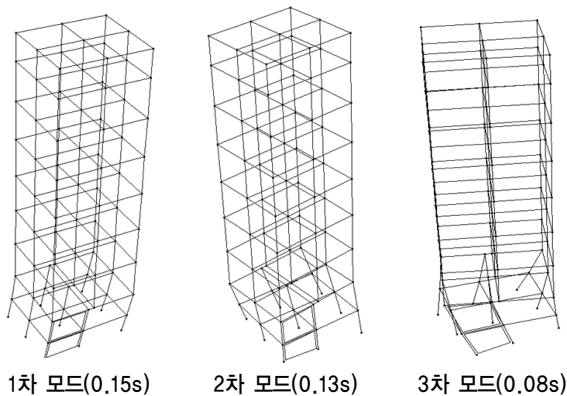
지진 모의 실험의 전후에 수행한 백색과 시험으로부터 모델의 고유 주기는 0.188초 정도로서 식 (3)에 의해 주어진 값을 상사성에 의해 변환한 값 0.188초와 매우 유사하였다. 해석에서 나타난 고유 주기는 그림 12와 같이 2차 모드에 해당하는 0.13초였다. 본 논문에서는 강진 지역에서의 설계



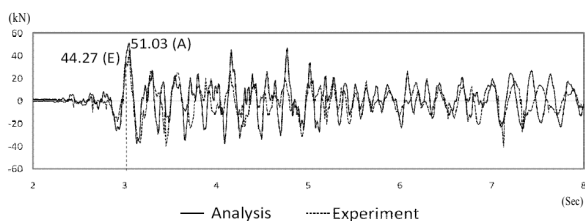
〈그림 12〉 고유 주기 및 동적 계수

지진으로 볼 수 있는 Taft080 지진파에 대한 실험과 해석 결과를 주로 비교하였으며, 필요에 따라 Taft030 지진파에 대해서 언급하고자 한다.

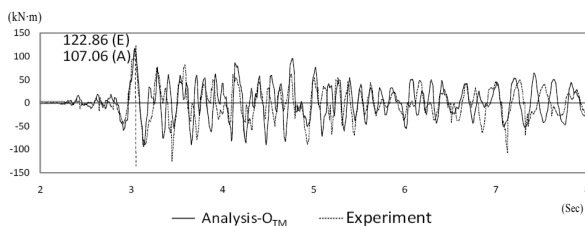
밀면 전단력, 전도 모멘트, 비틀림 모멘트에 대해서 진동대 실험과 Perform3D를 이용한 해석 결과가 그림 14, 그림 15, 그림 16에 각각 주어져 있다. 밀면 전단력과 전도 모멘



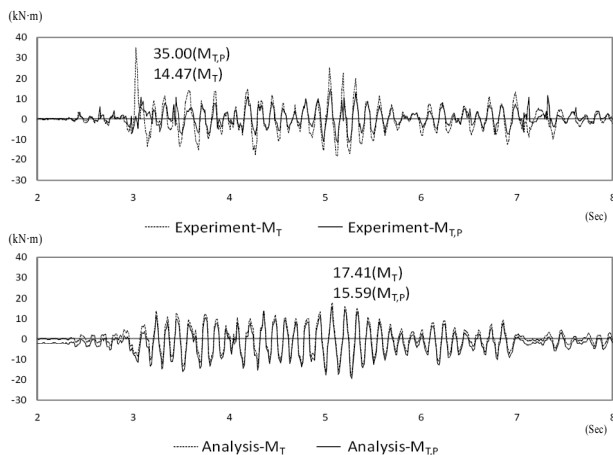
〈그림 13〉 모드 양상 및 고유주기



〈그림 14〉 밀면 전단력(Taft080)



〈그림 15〉 전도 모멘트(Taft080)

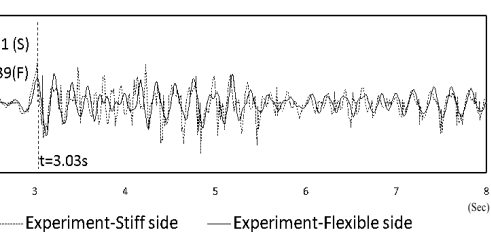
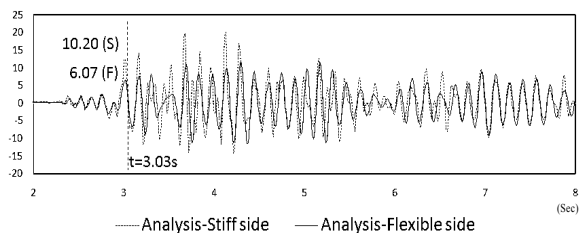


〈그림 16〉 비틀림 모멘트(Taft080)

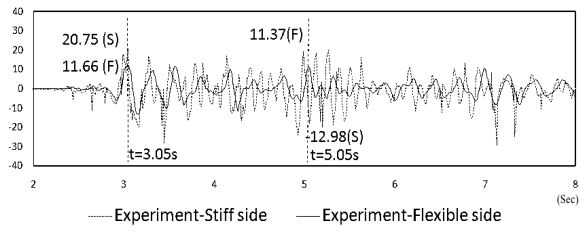
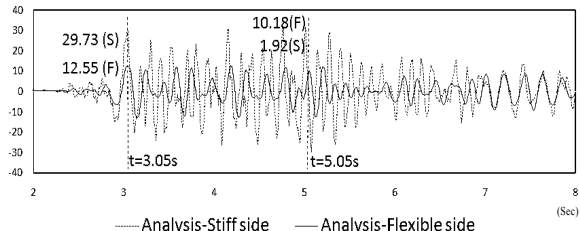
트 시간 이력에서 해석이 실험 결과와 매우 유사함을 알 수 있다. 그러나 비틀림 모멘트 시간 이력에서 실험 경우 지진 가력 방향과 수직인 평면 골조의 기여도가 상당히 큼 (50~100%)에도 불구하고 해석에서는 거의 기여도가 미미함을 보여주고 있다.

4.2 강성골조와 연약골조의 밀면전단력의 시간이력

강성 골조와 연약 골조의 Taft030과 Taft080 지진파에 대한 시간이력이 그림 17과 그림 18에 각각 비교되어 있다. Taft030에서는 양쪽 골조가 공조하는 2차 모드가 지배적이거나 Taft080에서는 2차 모드가 초기에 지배하다가 양쪽 골조의 전단력이 서로 반대 방향을 향하는 3차 모드 즉 비틀림 모드가 후반부에 지배하는 것을 알 수 있다. 대체로 해석이 실험 결과를 잘 묘사하고 있으나 강한 골조에서의 전단력이 대체로 큰 경향을 보여 주고 있다.



〈그림 17〉 밀면 전단력의 시간이력(Taft030)

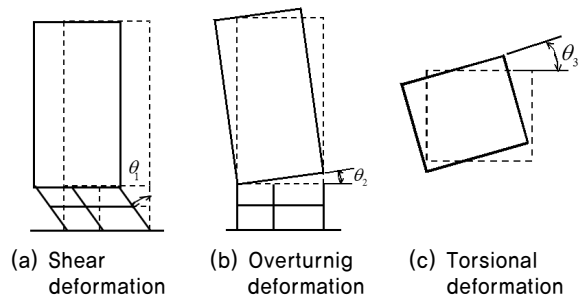


〈그림 18〉 밀면 전단력의 시간이력(Taft080)

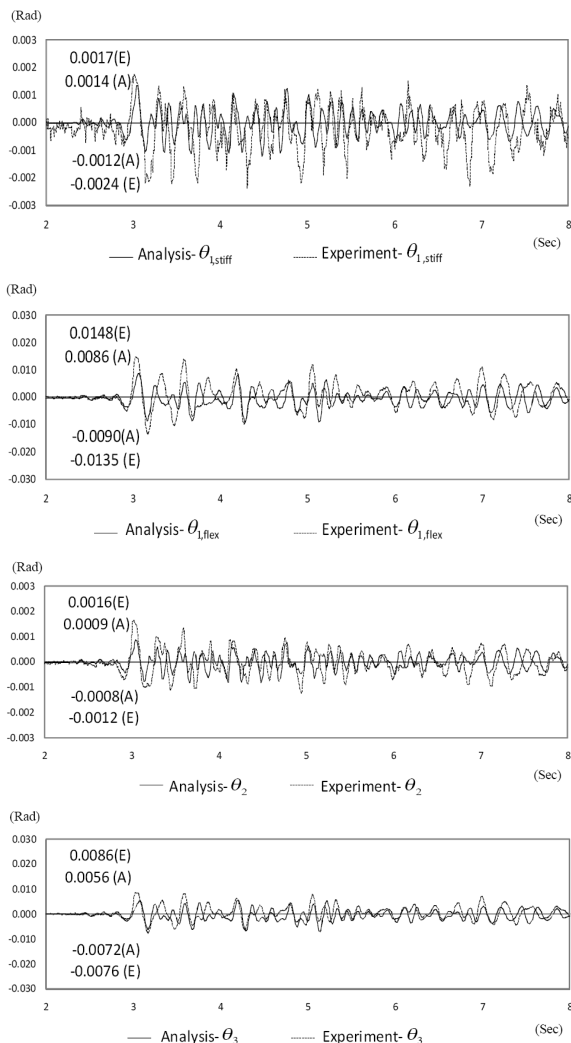
4.3 구조물의 전체적 변형(Global Deformation)

하부 구조물의 경우 상부 벽체 구조의 강성이 하부 골조에 비해 매우 큰 강성을 가지기 때문에 구조물의 전체 거동은 그림 19에 나타난 것과 같이 하부 골조의 전단 변형, 전도 변형 및 비틀림 변형의 조합으로 표현할 수 있다.

그림 20은 이들 변형에 관해 실험과 해석 결과를 비교하고 있다. 전체적인 거동은 해석이 매우 잘 묘사하고 있으나, 해석에서 실험보다 대체적으로 변형이 작게 나타나고 있다.



〈그림 19〉 건물의 전체거동



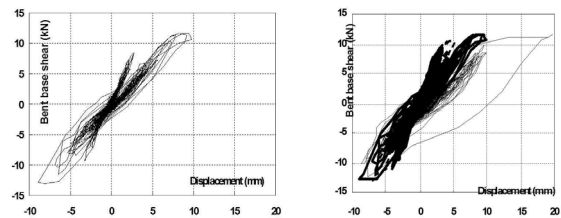
〈그림 20〉 전단, 전도, 비틀림 변형에 대한 시간이력 비교

여기서 $\theta_{1, stiff}$, $\theta_{1, flex}$ 는 각각 강성 골조, 연약 골조의 전단 변형, θ_2 는 전도 변형, 그리고 θ_3 는 비틀림 변형이다.

4.4 연약 골조에서의 밀면 전단력과 횡변위 이력곡선

연약 골조에서의 밀면 전단력과 전이층 횡변위의 상관 이력곡선이 그림 21에 비교되어 있다. 그림 22 (a)는 Taft030과 Taft080을 비교하고 있고, 그림 22 (b)는 Taft030에서 Taft120에 이르는 전체 거동을 나타내고 있다.

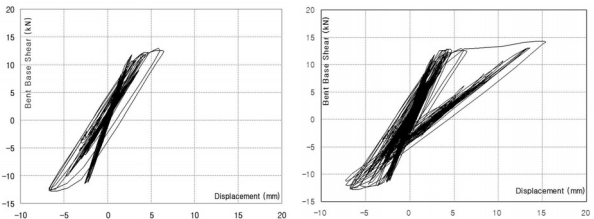
실험에 의하면 연약 골조는 지진파의 세기가 커질수록 큰 소성 변형을 겪은 후 강성이 저하되는 현상을 보여주고 있다. 해석 결과도 이러한 현상을 매우 잘 묘사하고 있다.



(a) Taft030+Taft080

(b) Taft022~Taft120

실험



(c) Taft030+Taft080

(d) Taft030~Taft120

해석

〈그림 21〉 연약골조의 밀면 전단력과 전이층 횡변위 상호 이력곡선

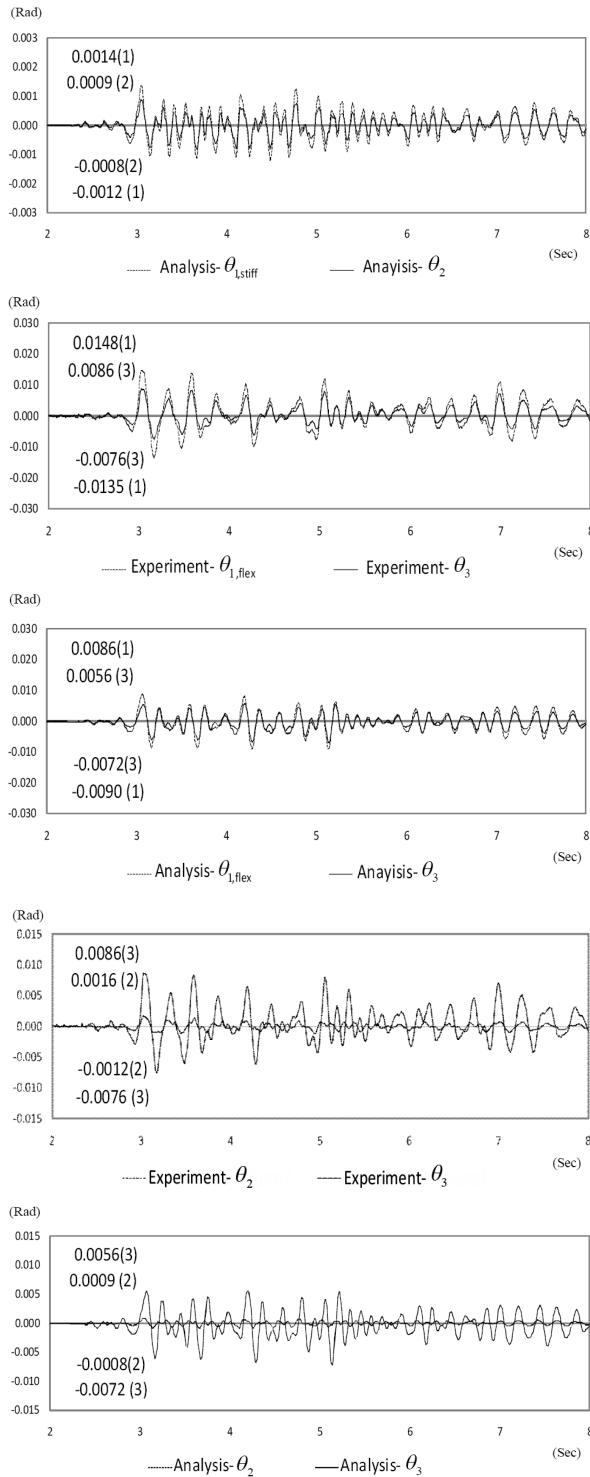
4.5 전체 변형 (Global Deformation)의 상호 관계

그림 19에서 정의된 전체 변형 θ_1 , θ_2 , 및 θ_3 의 상호 관계를 그림 22에 실험 및 해석 결과에 관해 나타내었다.

강한 골조의 전단 변형 $\theta_{1, stiff}$ 는 전도 변형 θ_2 와 공조하는 현상을 나타내며 연약 골조 전단 변형 $\theta_{1, flex}$ 는 비틀림 변형 θ_3 와 공조하는 것을 알 수 있다. 한편 전도 변형 θ_2 와 비틀림 변형 θ_3 는 초기에는 공조하다가 후반부 비틀림 모드에서는 역방향으로 작용하는 현상을 실험과 해석에서 보여주고 있다. 이러한 해석 결과는 실험에서 나타난 2차 모드와 3차 모드의 거동 변화를 매우 잘 묘사하는 것이다.

4.6 비틀림 모멘트와 비틀림 변형과의 이력 상관도

그림 23은 실험과 해석 결과 얻은 비틀림 모멘트와 비틀림 변형의 이력 상관도를 보여 주고 있다. 초기 및 후반부

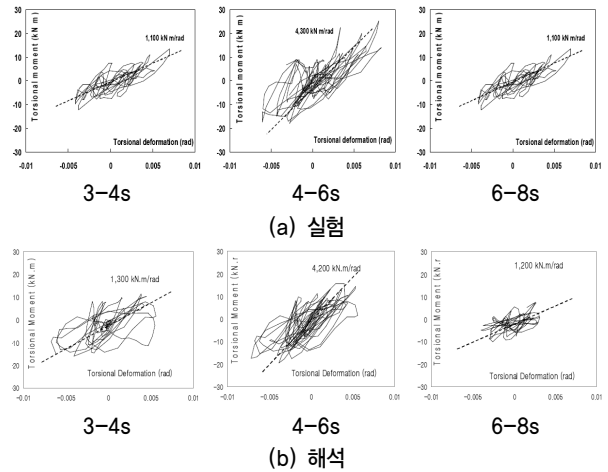


〈그림 22〉 전단, 전도, 비틀림 거동에 대한 시간이력 비교

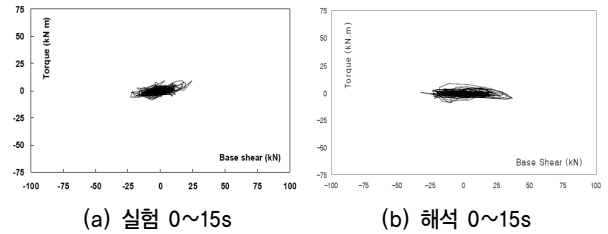
2차 모드일 때의 강성에 비추어 중반부 3차 모드 즉 비틀림 모드일 때의 강성이 4배정도 증가하는 현상을 보여주고 있다.

4.7 밀면전단력과 비틀림 모멘트의 상호 시간 이력

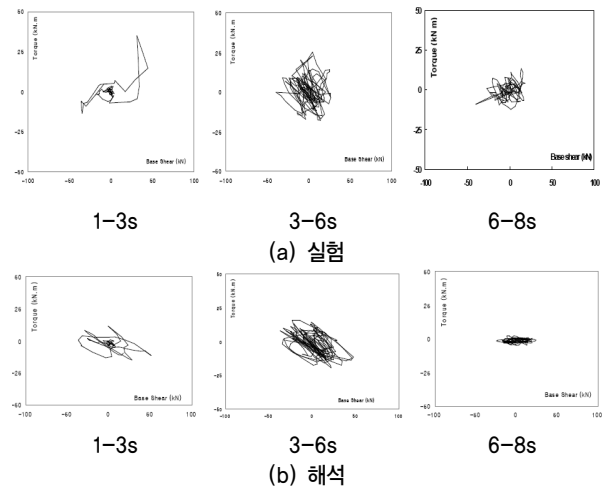
그림 24와 그림 25는 Taft030과 Taft080에서 밀면 전단력과 비틀림 모멘트의 이력 상관도를 보여주고 있다. Taft030



〈그림 23〉 비틀림모멘트와 비틀림 변형과의 관계(Taft080)



〈그림 24〉 밀면전단력과 비틀림력과의 상호관계(Taft030)

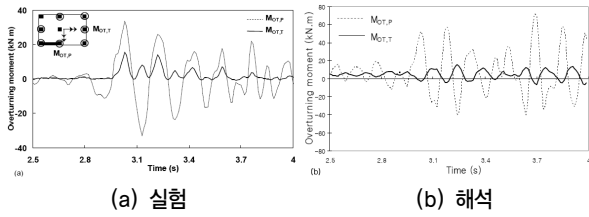


〈그림 25〉 밀면전단력과 비틀림 모멘트와의 상호관계(Taft080)

에서는 2차 모드가 지배하나 Taft080에서는 2차 모드가 초반 및 후반부에 지배하나 중반부에는 비틀림 모드가 지배함을 잘 보여주고 있다.

4.8 기둥의 전도 모멘트의 시간이력해석

그림 26은 9개 기둥 중 7개 기둥에서 측정된 축력에 의한 지진 가력 방향과 평행한 방향과 직각인 방향의 전도 모멘트를 시간이력으로 나타내고 있다. 실험의 경우 지진과 수직인 방향의 전도 모멘트가 한 방향으로 쏠림 현상을 보여주고 있으나 해석에서는 그러한 현상을 묘사하지 못하고 있다.



(그림 26) 기둥의 축력에 의한 전도 모멘트의 시간이력

5. 결론

본 논문의 목적은 성능 기반 내진 설계에 필수적으로 요구되고 있는 비선형 해석 프로그램의 신뢰성을 검증하는 것이다. 이러한 목적을 이루고자 기 수행되었던 1:12 축소 진동대 실험 결과에 비추어 비선형 해석 프로그램 Perform3D를 사용한 해석 결과를 비교 관찰하였다.

1. 전체 구조물의 밀면 전단력, 전도 모멘트, 그리고 비틀림 모멘트는 매우 유사하게 모사되었으나, 지진 가력 방향의 수직 방향 골조에 의한 비틀림은 실험에서는 전체 비틀림의 50~100%까지 기여하였지만 해석에서는 거의 무시할 만큼 작게 나타났다.
2. 강성 골조와 연약 골조의 밀면 전단력은 탄성 및 비탄성 영역에서 해석시 신뢰성을 가지고 모사되었다. 대체적으로 강성 골조에서의 밀면전단력의 값은 실험값보다 해석 값이 더 크게 나왔다. 강성 및 연약 골조에서 밀면 전단력의 공조상태는 해석에서 잘 모사되었고, 따라서 지배 모드의 변화를 잘 나타내고 있다.
3. 전체 구조물의 변형은 저층 골조에서 강성 및 연약 골조의 전단변형, 전도 변형, 그리고 비틀림 변형으로써 모사할 수 있었다. 해석은 전체 변형에 대해 실험 결과와 대체로 잘 일치하지만, 해석에서 변형의 양은 실험값보다 작은 경향을 보였다.
4. 실험에서 저층 연약 골조 상부에서의 밀면 전단력과 횡 변위 사이의 이력 관계는 큰 비탄성 변형과 강성 저감 현상을 보여주었다. 이러한 현상을 해석이 적절하게 모사하고 있다.
5. 진동 지배 모드에 관계 없이 시간에 따른 강성 골조의 전단 변형($\theta_{1, stiff}$)은 전도 변형(θ_2)과 같이 공조함을 보이고, 연약 골조의 전단 변형($\theta_{1, flex}$)은 비틀림 변형(θ_3)과 공조 현상을 보였다. 지배 진동 모드는 전도 변형(θ_2)과 비틀림 변형(θ_3)의 공조 관계를 관찰함으로써 알 수 있으며, 해석에서는 강성골조의 전단 변형과 전도 변형의 관계와 연약 골조의 전단 변형과 비틀림 변형 사이의 관계

- 뿐만 아니라, 지배 모드의 변화도 매우 잘 모사하고 있다.
6. 전체 응답에 걸쳐 지배되는 모드의 변화는 비틀림 강성의 변화를 야기하였다. 이러한 현상을 해석이 잘 모사하고 있다.
 7. 밀면 전단력-비틀림 그래프는 붕괴에 이르는 진동 지배 모드를 확인하는데 유용하다. 진동 지배 모드는 그래프에서 커브의 기울기를 관찰함으로써 알 수 있는데, 병진-비틀림 조합 모드에서는 낮은 양의 기울기를 보여주다가 비틀림 모드에서 상당히 큰 음의 기울기로 전환하는 현상을 해석에서 잘 모사하였다.
 8. 지진 가력 방향의 직각방향의 전도 모멘트는 실험에서 한쪽으로 치우치는 편향성을 보여주었지만, 해석에서는 이러한 편향성을 나타내지 못하고 있다.

감사의 글

이 연구는 2007년도 한국과학재단 특정기초연구(과제번호 : R01-2007-000-20765-0) 지원에 의해 수행되었으며, 이 지원에 대해 감사합니다.

참고 문헌

1. Computer and Structures Inc. (CSI). Perform3D *Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*. Computer and Structures Inc.: Berkeley, CA, 2006.
2. Lee, Han-Seon and Ko, Dong-Woo, "Shaking table tests on a high-rise RC building model having torsional eccentricity in soft lower storeys," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, 2006, pp. 1425-1451.
3. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설," 대한건축학회, 2000.
4. Hosoya, H., "Shaking Table Tests of Three-Dimensional scale Models of Reinforced Concrete High-Rise Frame Structures with Wall Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, 1995, pp. 765-780.
5. 이한선, 고동우, 권기혁, 김병현, "1/12축소 철근콘크리트 상부벽식-하부골조 건축물의 진동대 실험," 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, 제 5권 2호, 2001, pp. 407-414.
6. Lee, Han-Seon and Ko, Dong-Woo, "Shaking Table Tests of a High RC Bearing-Wall Structure with Bottom Piloti Stories," *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 1 No. 1, 2002, pp. 47-54.
7. FEMA 356, *Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.(FEMA Publication No. 356), 2000.
8. ASCE/SEI 41, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*,

- American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2007.
9. FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*, Federal Emergency Management Agency, 2005.
 10. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., *DRAIN-2DX: Base Program. Description And User Guide. Version 1.10*. University of California at Berkeley, 1993.
 11. McKenna, F. and Fenves, G. L., *The OpenSees Command Language Manual, Version 1.2*, Pacific Earthquake Engineering Center, U.C. Berkeley, 2001.
 12. Sherif El-Tawil, Gregory G. Deierlein, "Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. II: Implement and Verification," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 6, 2001, pp. 656-665.
 13. Ilita, R. and Bertero, V. V., *Effects of amount and arrangement of wall-panel reinforcement on hysteretic behavior of reinforcement on hysteretic behavior of reinforced concrete*, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-80-04, Feb. 1980.